

矢板に支持された飽和砂質地盤の 浸透破壊および掘削安定解析

小高猛司¹・高稲敏浩²・浅岡 顕³

¹正会員 博(工) 京都大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²正会員 工修 株式会社 浅沼組 技術研究所(〒569-0034 高槻市大塚町3-24-1)

³正会員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

剛塑性 FEM を用いて土留め壁支持の掘削地盤の安定解析を行うために、速度場に「距離不変」、 「角度不変」 および「相対位置不変」の各線形制約条件を導入する手法を示し、さらに浸透場との連成によりボーリングの検討を同時に行う手法を示した。この手法により、矢板の不動と可動の両条件を比較し、さらに、完全排水(定常浸透)、完全非排水条件での比較を行うことにより、浸透力が地盤の安定性に大きく影響を与えていることを示した。具体的には、矢板を可動とした場合(自立式矢板)の掘削地盤の限界掘削深さは、不動とした場合に比べて、排水条件では約 1/2 となり、非排水条件の場合は約 1/5 まで低くなる。また、切梁を設置した土留めであっても、矢板を完全な不動条件としてボーリングの検討をすることは危険であることを指摘した。

Key Words: *excavation, sheet pile, seepage failure, earth pressure, finite element method, steady flow analysis, linear constraint condition*

1. はじめに

砂質地盤において土留め掘削の安定性を検討する場合、土圧、ボーリング両面からの検討が必要である。その両者の要因は密接に関連しているにも拘わらず、現状の慣用設計法での掘削底部地盤の安定検討では、それらは別個に検討され、危険側の因子について根入れなどの設計が行われている。特に、ボーリングに対しての検討がなされる場合は、自立式の矢板であっても、あたかもそれが固定された不動なものとする仮定を用いる場合が多い。たとえ、支保工が設置されていたとしても、全くの不動なものとする条件を満たす保証はなく、支保工とは逆側に受働的な破壊が起こる可能性もある。土圧に対する矢板の安定と、ボーリング等の浸透力に対する安定が、別個に検討されてきたのは、両者が全く異なる理論的枠組みで論じられてきたためである。完全に浸透問題を考慮する必要のない乾燥した地盤は除外するにしても、通常の地下水面下にある地盤では、両者はそれぞれ密接に関連しているはずであり、同時に議論されるべきである。

本論文は、速度場に線形制約条件を付加した剛塑性 FEM を用いて、土圧および浸透力に対する安定問題を

同時に考慮できる手法について述べる。まずはじめに、自立式矢板を有する模型地盤の浸透破壊実験を示し、浸透問題と掘削地盤の安定との関連性について述べる。次に土圧、ボーリング両者を同時に考慮する浸透破壊解析手法の説明とその計算例を示し、両者を考慮することがどの程度、掘削地盤の安定問題に影響を与えるのかについて述べる。

2. 2次元浸透破壊模型実験

はじめに、土留め壁の安定が浸透破壊に大きな影響を及ぼす事例を、2次元浸透破壊模型実験の結果で紹介する。図-1 に実験に使用したアクリル板製の実験土槽を示す。平面ひずみ条件を満足するように、奥行きは 20cm とした。この実験土槽中に、水中落下法により、間隙比約 0.9 のゆるづめ豊浦砂の実験地盤を作製し、不動矢板(土槽に接着し固定してある矢板)または可動矢板(自由に動くことのできる矢板:自立式矢板)を介して、左側の水位を徐々に上昇(1分間に 1cm の上昇速度)させた場合の破壊時(ボーリングあるいは矢板が完全に倒れ

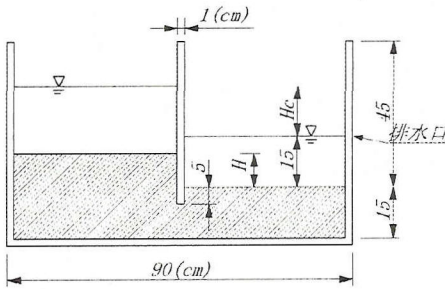


図-1 浸透破壊実験装置

表-1 浸透破壊実験結果

実験ケース	①	②	③	④	
段差 H (cm)	0	5	10	20	
限界水位差 H_c (cm)	可動矢板	14.2	11.6	5.7	2.7
	不動矢板	17.8	23.3	28.2	41.9

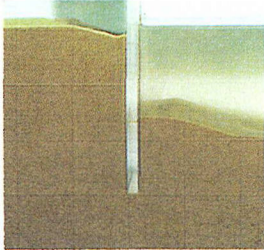


写真-1 地盤変化発生時
(不動矢板)

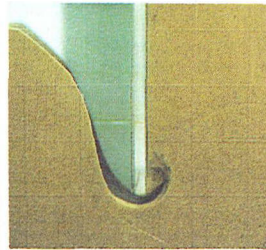


写真-2 地盤破壊時
(不動矢板)

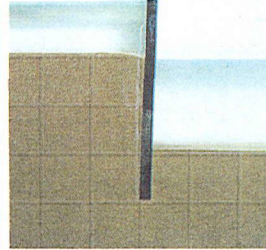


写真-3 地盤変化発生時
(可動矢板)

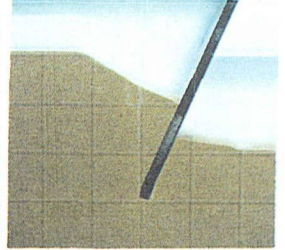


写真-4 地盤破壊時
(可動矢板)

た時点)の限界水位差 H_c を測定した。可動矢板であっても、地盤作製時にはアクリル実験土槽の側壁に固定しておき、実験時のみ可動条件にした。また、土槽の側壁と矢板の間に止水を施すために、軟質ゴムのパッキンを1cm厚の矢板の両側面に接着した。そのため、矢板と側壁の間には多少の摩擦が存在するが、矢板のスムーズな動きを妨げるほどではない。

表-1に実験条件と実験結果を示す。また、写真-1および2は、表-1におけるケース③の不動矢板での実験において、水位上昇に伴い地盤が盛り上がる等の変化が生じた時点および破壊時の様子をそれぞれ示したものである。一方、写真-3および4は、ケース③の可動矢板における同様なものである。水位の上昇に伴う水圧が矢板に加わるために、単純に限界水位差 H_c のみで両者を比較することは困難であるが、この実験結果を見る限り、可動矢板と不動矢板の条件による H_c の差は歴然である。また、可動矢板の実験の特徴として、矢板の僅かな傾きに触発されて、浸透破壊が促進されたことが挙げられる。そのために、可動矢板の場合、地盤に変化が生じてから、ほとんど水位差に変化がないまま完全な破壊に至った。

これらの現象を説明することは、砂と浸透力の一次元つり合いである、限界導水勾配による従来の検討方法では困難であり、砂地盤と矢板と浸透力を含んだ境界値問題を解いてはじめて可能となる。

3. 速度場に線形制約条件を付加した剛塑性 FEM による掘削地盤の安定解析手法

(1) はじめに

土留め掘削の矢板のように、伸び、曲げ両方において土に比べて非常に大きな剛性を有する材料が地盤内に存在する場合には、速度場に線形制約条件を導入して剛塑性 FEM を行うのが有効である。この手法は、補強土地盤の安定解析を行うために著者らが提案したもの^{1),2)}であるが、今回は掘削地盤の安定解析への適用を試みる。

まず、土以外には支えを持たない自立式の矢板(逆に土はその矢板に支えられているのであるか)は、土にどのように作用して地盤の安定性を高めているのかを次のように考える。すなわち、矢板はそれに接する土の変形を拘束するように働き、その拘束力の反力として矢板には軸力や曲げモーメントが発生し、それが付加的な外力となって土構造物全体の安定性を高める。しかし、基本的には、矢板に働く圧縮軸力と曲げモーメントなどは、矢板と土が互いに他の変形を拘束し合うことによって初めて発揮される土～矢板間での「内力」であるため、全体の安定性を議論する場合には、上記変形拘束のメカニズムを安定解析の定式化の中に内生的に仕組んでおく必要がある。本論文では、矢板に接する土の要素は、「縮まない(距離不変)」「曲がらない(角度不変)」という制約条件を、土の破壊の場(速度場)に課すことにす

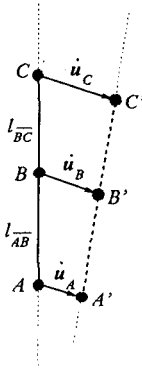


図-2 速度場に科した線形制約条件 (距離および角度不変)

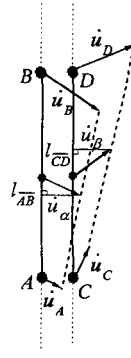


図-4 速度場に科した線形制約条件 (相対位置不変)

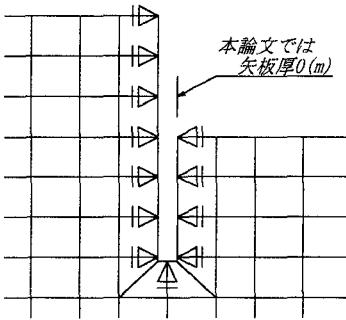


図-3 完全固定矢板 (不動矢板) の解析上の境界条件

る。このように仮定できるのは、矢板の圧縮および曲げの剛性が、土自身の剛性に対して桁違いに大きいからである。結局、この矢板を介した土構造物の安定問題は、剛塑性FEMにおける線形制約条件付きの最小化問題に帰着する。このときのLagrange乗数が、逆に矢板の軸力や曲げモーメントを与えることになる。詳細な定式化は他の文献¹⁾に譲ることとし、本論文ではその概略を次節以降で示す。

(2) 線形制約条件：「距離不変」と「角度不変」

矢板に沿った土の3節点 A, B および C を考える (図-2)。まず、矢板の働きにより破壊前後で AB 間の距離が同じ (すなわち伸びない、縮まない) であるとする、速度場に対し次の線形制約条件が導かれる。

$$\{l_{ABx}, l_{ABy}, -l_{ABx}, -l_{ABy}\} \cdot \{\dot{u}_{Ax}, \dot{u}_{Ay}, \dot{u}_{Bx}, \dot{u}_{By}\}^T = 0. \quad (1)$$

なお、以後本論文では水平方向を x, 鉛直方向を y とする直交座標系を用いて説明する。式中の添字の x および y は、それぞれの成分を表す。

矢板に沿った土の3節点 A, B, C が、破壊前後で相対的な位置を変えず直線に並んでいる (すなわち曲がらな

い) とすると、次の線形制約条件が導かれる。

$$\{l_{BCy}, -l_{BCx}, -(l_{ABx} + l_{BCy}), (l_{ABx} + l_{BCx}), l_{ABx}, -l_{ABx}\} \cdot \{\dot{u}_{Ax}, \dot{u}_{Ay}, \dot{u}_{Bx}, \dot{u}_{By}, \dot{u}_{Cx}, \dot{u}_{Cy}\}^T = 0. \quad (2)$$

ここで、 l_{AB} および l_{BC} は、それぞれ AB, BC 間の距離であり、 \dot{u}_A, \dot{u}_B および \dot{u}_C はそれぞれ A, B および C 点での速度である。式(1), (2)を全体の系で表現すると次のように表現される。

$$C_i \dot{u} = 0 \quad (\text{距離不変条件；式(1)に対応}) \quad (3a)$$

$$C_b \dot{u} = 0 \quad (\text{角度不変条件；式(2)に対応}) \quad (3b)$$

ここに、 \dot{u} は全体速度ベクトルであり、 C_i および C_b は、矢板に沿った土の節点に作用し、それぞれ式(1)および(2)の線形制約条件を与えるマトリクスである。

(3) 線形制約条件：「相対位置不変」

矢板と土との摩擦が大きい場合には、上記2つの線形制約条件だけを剛塑性 FEM に付加すれば良いのだが、浸透問題を連成させて掘削地盤の安定を考える場合には、矢板に沿っての土の動きが大きく、さらに矢板を挟んで両側の土がそれぞれ上下逆方向に動くことも珍しくない。矢板が完全に不動な場合には、図-3 に示すように矢板は境界条件で処理することができる。しかし、可動な場合には、矢板自身のつり合いも考慮しなければならない。ここでは図-4 のように、矢板の表裏両面に沿った土要素は、「縮まない」「曲がらない」という条件に加え、矢板をはさむ2つの土要素は「離れない」、すなわち矢板に垂直な方向の相対位置は不変のまま破壊に至る、「相対位置不変」条件を付加することとする。

すなわち図-4 において、長さの等しい2辺 AB, CD の垂直方向の相対速度がゼロ (すなわち速度が同じ) であるとして、次式を定義する。

$$\dot{u}_\alpha = \dot{u}_\beta \quad (4)$$

この \dot{u}_α および \dot{u}_β の決定法はいろいろ考えられるが、本論文では、 AB, CD が同じ長さであることと、かつ、それぞれ隣り合う辺との間にすでに「距離不変」「角度不変」の制約条件が成り立っていることを加味して、 \dot{u}_α および \dot{u}_β を節点間の midpoint での速度で代表させる最も簡単な近似を用いた。その場合、最終的に「相対位置不変」条件は以下のようになる。

$$\left\{ \frac{l_{AB_y}}{2l_{AB}}, \frac{l_{AB_x}}{2l_{AB}}, \frac{l_{AB_y}}{2l_{AB}}, \frac{l_{AB_x}}{2l_{AB}}, \frac{l_{CD_y}}{2l_{CD}}, \frac{l_{CD_x}}{2l_{CD}}, \frac{l_{CD_y}}{2l_{CD}}, \frac{l_{CD_x}}{2l_{CD}} \right\} \cdot \{\dot{u}_{Ax}, \dot{u}_{Ay}, \dot{u}_{Bx}, \dot{u}_{By}, \dot{u}_{Cx}, \dot{u}_{Cy}, \dot{u}_{Dx}, \dot{u}_{Dy}\}^T = 0. \quad (5)$$

ここで、あらたに定義した l_{CD} は CD 間の距離であり、 \dot{u}_{D} は D 点での速度である。この線形制約条件を式(3)と同様に全体の系で次のように表現される。

$$C_v \dot{u} = 0 \quad (\text{相対位置不変条件; 式(5)に対応}) \quad (6)$$

ここに、 C_v は、矢板に沿った土の節点に作用し、式(5)の線形制約条件を与えるマトリックスである。なお、この定式化は田村らの不連続物体の極限解析手法⁹⁾を参考にした。

(4) 線形制約条件のつり合い式への導入

塑性学の上界定理に基づき、内部消散率を最小化することにより、限界状態(極限状態)での力のつり合い式を導くことができる⁹⁾。本論文では新たに、前述の線形制約条件を付加して、内部消散率の最小化問題を考えることにより、次式の限界状態における力のつり合い式を導いた。

$$\int_V B^T s dV + L^T p + \mu F + C_v^T v + C_\xi^T \xi + C_\eta^T \eta = 0 \quad (7)$$

上式は式(3)および(6)の3つの線形制約条件の他、以下の2つの線形制約条件とともに解かれることになる。

$$L \dot{u} = 0, \quad F^T \dot{u} = 1 \quad (8)$$

一般的に有限要素法で用いられる記号の説明は省くこととする。 s は各要素の偏差応力ベクトルであり、 p は全要素の不定応力(平均応力)ベクトルであり、 μF は荷重ベクトルである。また、式(8)-1 は限界状態においては土は非圧縮で挙動することを表す線形制約条件であり、式(8)-2 は本来不定であるべき速度ベクトルの大きさを、仮に決めておく線形制約条件である。また、矢板に関する線形制約条件に付随して式(7)に現れた Lagrange 乗数 v, ξ および η はそれぞれ、矢板に作用する圧縮軸力とせん断力(曲げモーメントに換算でき

る)および土圧に相当する。これらが掘削地盤の安定性に寄与する付加的外力である。

(5) 限界状態における土の構成式

上記の連立方程式は不静定であるため、問題を解くためには限界状態での土の構成式が必要である。本論文では、次式に示すカムクレイモデルの限界状態における構成式⁹⁾を用いる。

$$s = \left(\sqrt{\frac{2}{3}} \frac{M p'_f}{\dot{\epsilon}} \right) \cdot \dot{\epsilon}, \quad \dot{\epsilon}: \text{相当塑性ひずみ速度} \quad (9)$$

ここに、 $\dot{\epsilon}$ は各要素の塑性ひずみ速度であり、各要素に対応する変位速度 \dot{u}_e とは $\dot{\epsilon} = B \dot{u}_e$ の関係がある。また、 M は限界状態パラメータであり、 p'_f は各要素の破壊時平均有効応力である。

(6) 水-土骨格連成剛塑性 FEMI による浸透破壊解析

2章で示した、図-1のような地盤のモデルを考え、中央の矢板をはさんだ左側の水位を上昇させて地盤を破壊に至らしめる問題を考える。本論文では、砂質地盤の破壊問題を①完全排水条件(定常浸透)、②完全非排水条件、の2つについて考える。完全排水条件とは、透水係数の大きな地盤に左側の水位をゆっくりと上昇させて載荷する場合に相当し、完全非排水条件とは透水係数の小さな地盤に左側の水位を急速に上げて載荷する場合にあたる。2章の実験は、完全排水条件の実験にあたる。もちろん、実際の地盤での問題は、両条件の間に位置する場合が多いが、それぞれ両極端の条件での解を押さえておくことの意義は大きい。

具体的な解析の流れの概略を説明する。詳細は文献⁹⁾を参照されたい。完全非排水条件の場合は、地盤の有効土被り圧から初期有効応力分布 p'_0 を決定し、カムクレイモデルの載荷時体積一定条件にしたがい、次式で推定した破壊時の地盤内有効応力分布 p'_f を用いて安定解析を行う。

$$p'_f = p'_0 \exp(-\Lambda), \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (10)$$

λ および κ は、それぞれ圧縮指数および膨潤指数である。

なお、ここで言う非排水とは、各要素ごとに完全に水の出入りがないような非排水状態を想定している。

一方排水条件では、破壊時の有効応力分布を非排水条件のように与えることはできないので、図-5のフロー図に示すように、破壊時の平均有効応力 p'_f を仮に与えて極限つり合い解析を行う。全応力に関する極限つり合い解析の結果、地盤内平均応力分布 p_f (式(7)の p) と境界水位 H_c (式(7)の μF) が求められる。この H_c を水圧の境界条件とする定常浸透解析によって破壊時間隙水圧分布 w_f を求める。ここで次式(有効応力の原理)により

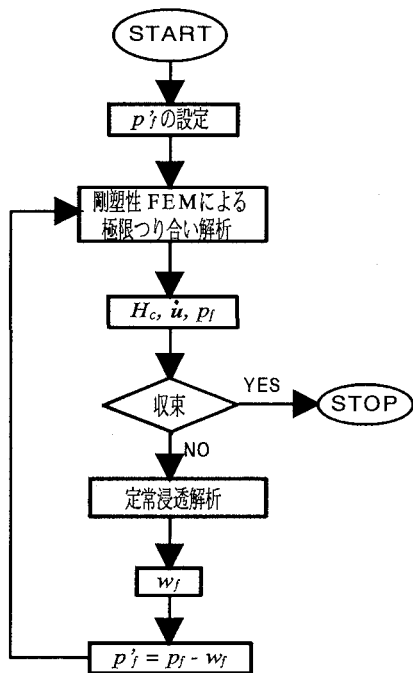


図-5 完全排水（定常浸透）条件での解析の流れ

p_f^j を得る。

$$p_f^j = p_f - w_f \quad (11)$$

得られた p_f^j を再び初期条件にして、極限解析および定常浸透解析を行い、最終的に p_f^j , H_c 等が収束するまで繰り返し計算を行う。収束した時点で p_f^j , p_f , w_f , H_c および \dot{u} が同時に求められる。

4. 解析事例

(1) 自立式矢板

ここでは、矢板を不動、可動とする 2 条件と排水、非排水载荷の 2 条件の組み合わせで、表-2 に示す 4 種類の解析条件で地盤の安定性に関して比較検討する。前述のように不動条件とは、矢板を境界条件で処理したものであり（図-3 参照）、また可動条件は前章の手法で制約条件により矢板を評価したものである。

a) 水平地盤の場合

解析に用いた有限要素メッシュおよび境界条件を図-6 に示す。矢板の長さを 6.0m とした。この矢板に沿った土要素の節点を、境界条件で処理（不動条件）したり、線形制約条件で処理（可動条件）して、土要素のみで解析を行ったのであり、矢板部に剛性の高い要素を入れて

表-2 解析条件

ケース	矢板の条件	载荷条件
①	不動（完全に固定された矢板）	完全排水（定常浸透）
②		完全非排水
③	可動（自立式矢板に対応）	完全排水（定常浸透）
④		完全非排水

表-3 解析に用いた土質定数

$M=1.2$	$K_0=1.0$
$\lambda=1.01 \times 10^1$	$\gamma' = 6.77 \text{ kN/m}^3$
$\kappa=6.44 \times 10^3$	

表-4 水平地盤における限界水位 H_c (m)

ケース	①	②	③	④
矢板の条件	不動		可動	
载荷条件	排水	非排水	排水	非排水
限界水位 H_c (m)	11.53	10.95	5.80	2.02

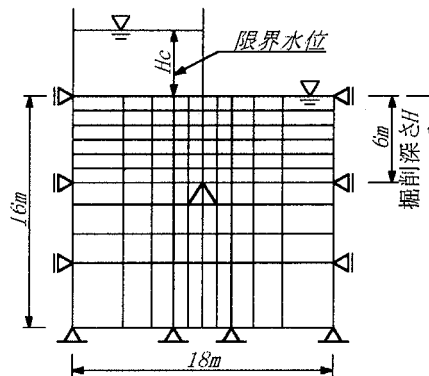


図-6 解析に用いた有限要素メッシュと境界条件

解析していないことに注意を要する。また、地盤は正規状態を仮定できる、ゆるい飽和砂質地盤とし、表-3 に土質定数を示す。表-4 に解析の結果を示す。可動条件での H_c は不動条件での H_c に比べて、排水条件では約 1/2、非排水条件の場合は約 1/5 まで低下している。また、不動条件の場合では、非排水、排水とも H_c に大差ないが、可動の場合非排水は排水条件の約 1/3 となる。

図-7 にそれぞれのケースにおける破壊時の変位速度分布図を示し、そのときの地盤変形図を図-8 に示す。不動矢板の場合、非排水条件で破壊領域が地盤全体にわたるのに対し、排水条件では矢板近傍でのみ破壊が発生している。また、可動矢板の場合、非排水条件では矢板をはさんで対称的に破壊するのに対し、排水条件では非対称に下流側の破壊領域が大きく現れている。

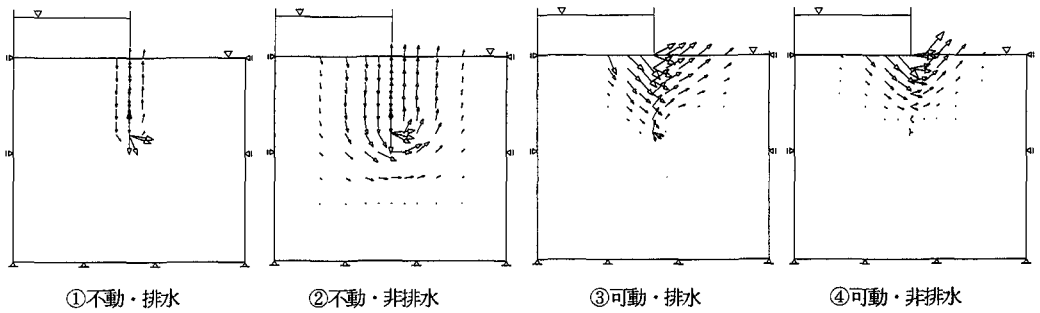


図-7 破壊時変位速度分布図

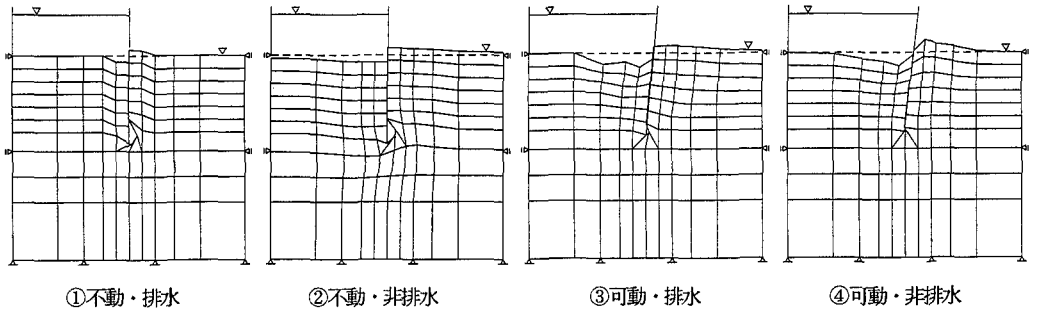


図-8 破壊時地盤変形図

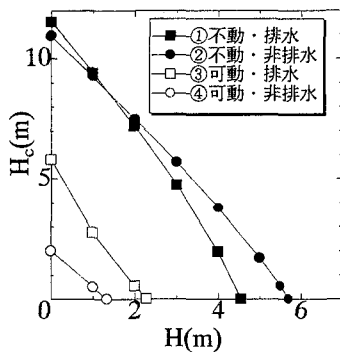


図-9 掘削深さ H ~ 限界水位 H_c 関係 ($H_c=0$ 軸上の点は外挿により求めて記入している)

b) 掘削地盤の場合

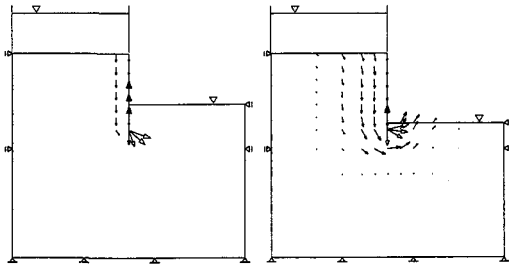
次に掘削地盤を想定した段差地盤の解析を行った。図-6と同様の境界条件を用いるが、掘削深さ H を増すごとに矢板右側のメッシュを減らして解析を行っている。なお、掘削側の水位は、掘削面にあるとしている。解析では、 $H(m)$ の掘削ごとにその境界条件での限界水位 H_c を求めた。 H_c と H の関係をまとめた図-9より、各条件における最大掘削量 $H_{max}(m)$ を外挿的に求めることができる。すなわち、掘削量 H が増えるごとに限界水位

表-5 掘削地盤における限界掘削深さ H_{max} (m)

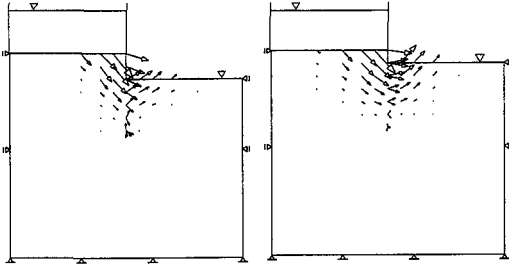
ケース	①	②	③	④
矢板の条件	不 動		可 動	
載荷条件	排水	非排水	排水	非排水
最大掘削深さ H_{max} (m)	4.6	5.7	2.2	1.3

H_c は小さくなるが、その関係を結んだ曲線が $H_c=0$ (上流側水位が地表面と等しくなった場合) に、それ以上の掘削は不可能であるとし、その時点での H を H_{max} とした。その H_{max} を表-5 に示す。不動条件ならば非排水条件のほうが深く掘削できるのに対し、可動条件の場合は逆になる。また、ケース①は、ボーリングの検討によく用いられる Terzaghi の限界導水勾配法⁹⁾で想定する境界条件と同じであるが、本解析結果は Terzaghi の式で算出できる $H_{max}=4.55m$ とほぼ一致した。

図-10 にそれぞれのケースにおける最終掘削段階における変位速度分布図を示す。また、図-11 には排水条件での破壊時有効応力分布を示す。不動矢板では掘削側の矢板近傍で有効応力がほぼゼロとなり、ボーリングによる破壊であることがわかる。一方、可動条件では矢板周

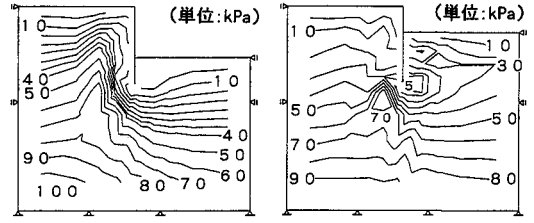


①不動・排水 (4m 掘削) ②不動・非排水 (5.5m 掘削)



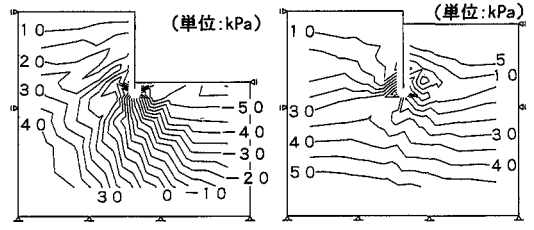
③可動・排水 (2m 掘削) ④可動・非排水 (1m 掘削)

図-10 破壊時変位速度分布図



①不動・排水 (4m 掘削) ③可動・排水 (2m 掘削)

図-11 破壊時有効応力分布図



②不動・非排水 (5.5m 掘削) ④可動・非排水 (1m 掘削)

図-12 破壊時過剰間隙水圧分布図 (静水圧からの過剰水圧)

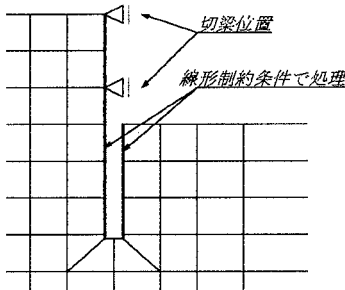


図-13 切梁で支持された矢板の境界条件

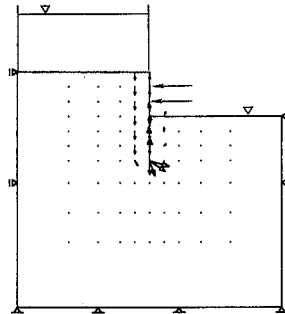


図-14 2段切梁設置時の破壊時変位速度分布図

辺に有効応力が集中しており、ボイリングするより先に、矢板の安定が失われて、掘削地盤全体が破壊に至ったことが見てとれる。図-12には、非排水条件における破壊時の過剰間隙水圧分布を示す。不動条件では、掘削面に負圧が発生し地盤の安定に寄与している。しかし、可動の場合それがみられず、矢板が荷重を支えきれないため、矢板背面において過剰水圧は、ほとんど発生していない。

(2) 切梁式土留め

実際の現場では、切梁支保を用いることが多く、前述のようにボイリングの検討では、矢板は全く不動のものとして扱われている。そこで、本節では、切梁を有する矢板を不動条件で扱ってよいか、また切梁の設置位置で

地盤の安定性がどのように変化するのかについて、安定解析の面から完全排水条件のみについて検討する。

解析の境界条件および土質条件は前節と同一である。自立式矢板の場合、同断面を排水条件で掘削する場合の最大掘削深さ H_{max} は2.2mと前節で計算されているので、2.2m以上掘削する場合は、切梁が必要となる。本解析で切梁は、図-13に示すように矢板土留め壁の節点を固定することにより表現し、そこで発生する反力を破壊時の切梁にはたらく軸力として解釈する。

まず、2段切梁を設置して3m掘削する場合を考える。2点で矢板を支持するので矢板の回転は完全に拘束されるため、限界水位 H_c (=4.74m)、破壊モードおよび有効応力分布などの解析結果は、不動条件の土留めの場合と

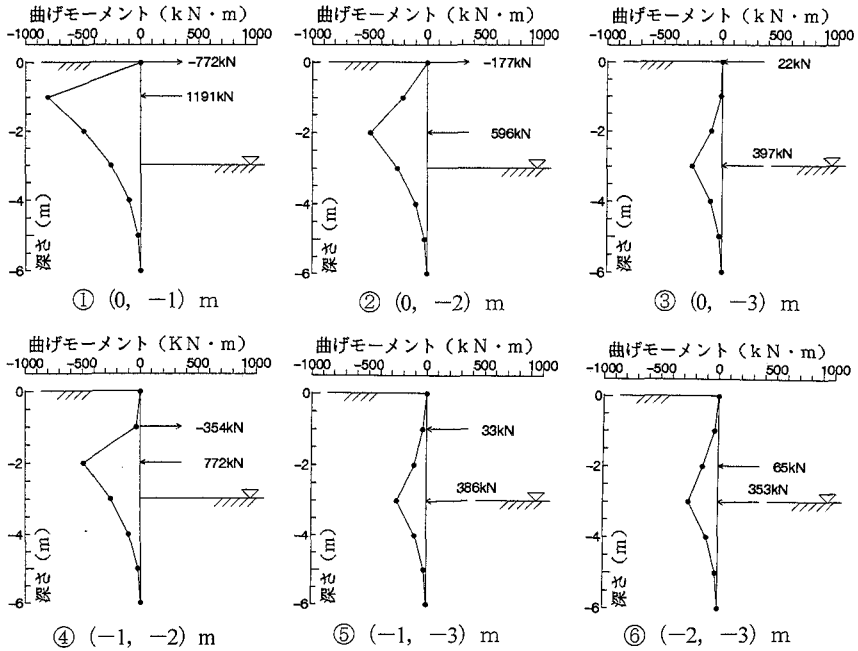


図-15 3m掘削時の2段切梁のそれぞれに発生する軸力および矢板に発生する曲げモーメント

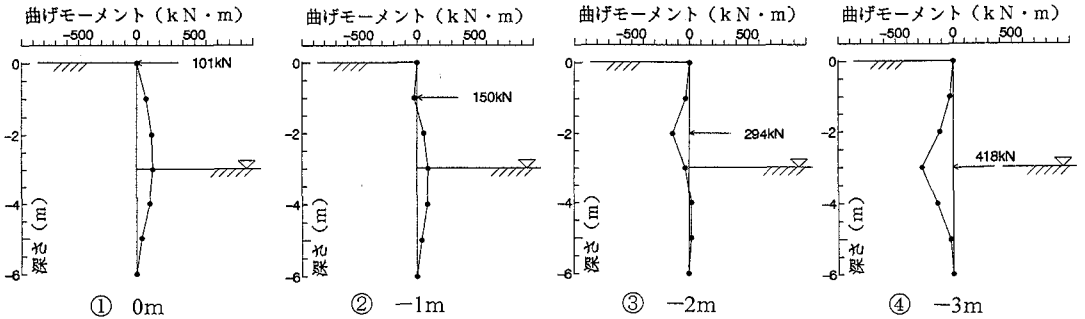


図-16 3m掘削時の1段切梁に発生する軸力および矢板に発生する曲げモーメント

全く同じとなる。そのときの変位速度分布図を図-14に示す。

しかし、2段切梁時のそれぞれの切梁軸力と土留め壁の単位幅あたりの曲げモーメントを示す図-15を見ると、上段切梁に引張力が作用して安定を保っている場合が多いことがわかる。なお、曲げモーメントは、式(7)の ξ より求めたものである。切梁に引張力を期待できないため、それらの場合、実際には下段の切梁のみが働くものと判断する。結局2段切梁で有効に作用する位置は、(0, -3)、(-1, -3)、(-2, -3)m(数字はそれぞれ2カ所の切梁の位置・図-15参照)のみであり、また下段切梁の軸力を小さくするには(-2, -3)の位置が最もよいことになる。ここで、1段切梁のみで検討した結果を図-16に示し、それぞれの限界水位 H_c を表-6および図-17に示す。したがって、たとえば、(0, -1)mに切梁を2段設置したとしても、

上段が引張力を受けているので下段の切梁のみがはたらいており-1mの1段切梁と同等となる。したがって、その場合の H_c は2.19mということになる。

次に、4m掘削について考える。その時の2段切梁における切梁軸力を表-6に示す。また、1段切梁の時は図-17に示すとおり、-1mの切梁以外は不安定となっている。3m掘削時で安定していた2段切梁(0, -3)、(-1, -3)、(-2, -3)m(表-6網掛け部分)は、いずれも4m掘削時には上段が引張になっており、3mから4mに掘り下げる場合に、単純に2段切梁で掘ることは必ずしも得策ではないことがわかる。結局、図-17および表-6から、-1mの1段切梁が最も有効であることがわかる。図-18に-1mの1段切梁の場合の典型的な変位速度分布図を示す。

以上の結果は矢板に切梁支保工を設置しても矢板が全く不動条件であると考えるのは危険であることを示

表-6 掘削時に切梁に発生する軸力（単位は kN）

切梁の位置(m)	3m 掘削		4m 掘削	
	上段	下段	上段	下段
0, -1	-722	1191	-634	938
0, -2	-177	596	-164	469
0, -3	22	497	-8	313
0, -4	101	-----	70	235
-1, -2	-354	772	-329	633
-1, -3	35	486	12	316
-1, -4	150	-----	94	211
-2, -3	65	453	24	329
-2, -4	294	-----	140	165
-3, -4	418	-----	281	24

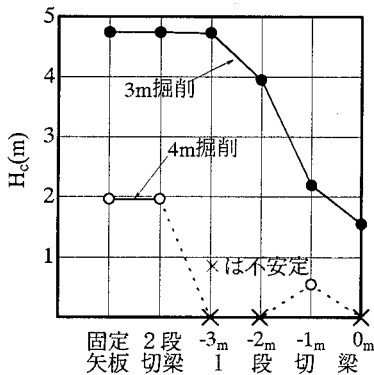


図-17 切梁支保の掘削時の限界水位 H_c の比較

喫している。また、切梁の設置に関しても工程に即した計画が必要である。蛇足ではあるが、引張力に対してはたらく切梁は安定性の面から有効かもしれない。

5. おわりに

本論文では、速度場に「距離不変」、 「角度不変」および「相対位置不変」の各線形制約条件を加味した剛塑性 FEM により、浸透場と連成した矢板支持の掘削安定解析を行う手法を示した。ジョイント要素やトラス要素あるいはビーム要素等を組み合わせて複雑な変形解析をするのとは異なり、きわめて単純明解に掘削地盤の破壊時の様子を最低限の土質定数のみによって知ることができた。そればかりではなく、この単純化が地盤の破壊メカニズムおよび矢板の有効性を理解する上で非常に役立つと考える。

以上の手法を用いて解析を行った結果、以下の結論を得た。

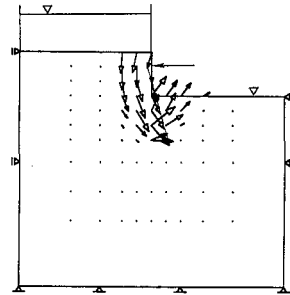


図-18 1段切梁設置時の破壊時変位速度分布図

- 1) 水平地盤の限界水位差 H_c は、矢板を可動とした場合（自立式矢板）には不動とした場合に比べて、完全排水条件で約 1/2 となり、完全非排水条件では約 1/5 まで小さくなる。また、不動矢板では、排水・非排水での差はそれほど大きくないが、可動矢板では非排水条件での H_c は、排水条件の約 1/3 となる。
- 2) 掘削地盤の限界掘削深さ H_{max} は、矢板を可動とした場合は、不動とした場合に比べて、完全排水条件では約 1/2 となり、完全非排水条件の場合は約 1/5 まで小さくなる。
- 3) 不動条件ならば非排水条件のほうが深く掘削できるのに対し、可動条件の場合は、逆に排水条件の方が深く掘削できる。
- 4) 矢板の不動、可動条件を加味すると、切梁を設置しても矢板は完全に不動としては扱えない場合もある。
- 5) 室内模型実験においても、可動矢板での限界水位は不動矢板でのそれに比べ、約 4/5（掘削段差 0cm）～1/15（掘削段差 20cm）まで小さくなる。

上記結果に現れた具体的な数字は、それぞれの境界条件特有のものであり、決して普遍的な数字ではないことに注意する必要がある。しかしながら、定性的な傾向には変わりはないと考えている。また、2章での実験は、矢板と壁面との摩擦など境界条件が曖昧な点が多く、今回はそのシミュレーションは行わなかった。

謝辞：本研究は文部省平成7年度科学研究費補助金（奨励研究(A)）課題番号：No. 07750581。研究代表者：小高猛司)の補助を受けました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Kodaka, T. and Pokharel, G.: Stability analysis of reinforced soil structures using rigid plastic finite element method, *Soils and Foundations*, No.34, Vol.1, pp.107-118, 1994.
- 2) Kodaka, T., Asaoka, A. and Pokharel, G.: Model tests and theoretical analysis of reinforced soil slopes with facing panels, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.1, pp.133-145, 1995.
- 3) Tamura, T.: Rigid-Plastic Finite Element Method in Geotechnical Engineering, *Computational Plasticity*, Elsevier, 1990.
- 4) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1987.
- 5) Asaoka, A. and Kodaka, T.: Seepage failure experiments and their analysis of loose and medium dense sands, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3, pp.177-129, 1992.
- 6) Terzaghi, K.: *Theoretical soil mechanics*, John Wiley and Sons, 1943.

(1997. 7. 8 受付)

STABILITY OF SHEET PILE SUPPORTED EXCAVATIONS THROUGH THE SEEPAGE FAILURE ANALYSIS

Takeshi KODAKA, Toshihiro TAKAINE and Akira ASAOKA

The stability of sheet pile supported excavations in saturated sandy ground is investigated numerically. The rigid plastic FEM incorporating the linear constraint conditions is used in the analysis. Two cases of sheet piles; fixed type and cantilever type are analyzed under both the undrained and drained (steady flow) conditions. Under the drained condition, the cantilever sheet pile case exhibits failure at a water head, half of that in fixed type. Under the undrained condition, the cantilever type sheet pile case exhibits failure at a water head of one fifth that in fixed type. Although the sheet pile is supported by struts, fully fixed sheet pile assumption should not be made in some cases of the stability analysis.